طراحی لرزه‌ای ترکیبی برمبنای نیرو و تغییرمکان برای قاب‌های فولادی با مهاربند واگرا*

(یادداشت پژوهشی)

امین صادقی زاده [۱] جلال اکبری [۲]

چکیده *در این مقاله یک روش طراحی لرزه‌ای برمبنای عملکرد باعنوان روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی به‌کار گرفته شده‌است که ترکیبی از نقاط قوت روش‌های طراحی برمبنای نیرو و طراحی برمبنای تغییرمکان است. این روش با تبدیل حداکثر جابه‌جایی نسبی درون طبقه و شکل‌پذیری به تغییر مکان بام آغاز می‌شود و درنهایت برای ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار عباراتی را پیشنهاد می‌دهد. در این تحقیق روش طراحی ترکیبی برای قاب‌های فولادی مهاربندی واگرا مورد بررسی قرار گرفته‌است و به‌همین منظور، ٦٠ مدل قاب مهاربندی فولادی واگرای مختلف که دارای تنوع در تعداد طبقه، تعداد دهانه، عرض دهانه، نوع مهاربندها و دیگر پارامترها هستند، مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند و درنهایت توسط تحلیل رگرسیون غیرخطی چندمتغیره، یک فرمولاسیون برای ضرایب رفتار و شکل‌پذیری ارائه شده‌است. فرمولاسیون‌های به‌دست‌آمده تأثیر پارامترهای سازه‌ای مانند نوع سیستم مهار جانبی، ضریب زلزله، لاغری مهاربندها، نوع مهاربندها، شدت لرزه‌خیزی، تعداد طبقات، تعداد و عرض دهانه‌ها و عوامل دیگر را در برآورد ضریب رفتار و شکل‌پذیری درنظر می‌گیرند. نتایج به‌دست‌آمده از روش ترکیبی درمقایسه با روش‌های دیگر، نشان از دقت این روش در تخمین حداکثر جابه‌جایی بام و برش پایهٔ سازه دارد و نیز منجر به اقتصادی‌تر شدن سازه می‌شود.*

واژه‌های کلیدی روش طراحی لرزه‌ای برمبنای عملکرد، قاب‌های فولادی واگرا، شکل‌پذیری، ضریب رفتار.

Hybrid Force-Displacement based Seismic Design Method for Eccentrically Braced Steel Frames

A. Sadeghizadeh J. Akbari

Abstract *In this paper, performance-based seismic design method for eccentrically braced frames is implemented. This method combines the advantages of the force based, and the displacement based design methods "so called" hybrid force-displacement design method (HFD). The applied method transforms the maximum inter-story drift and local ductility into target roof displacement and then for ductility and strength reduction factor, proposes several formulas. For this purpose, sixty eccentrically braced steel frames with different number of: stories, bay widths, number of spans, various bracing dimensions, etc.. were analyzed using nonlinear static analysis method (Push Over Analysis). Then, nonlinear multiple-parameter regression model was utilized for proposing the formulas for the strength reduction factor and ductility. Lateral loading system type, earthquake level, slenderness of braces, intensity of earthquake, number of roofs and bays were influenced the obtained formulas. The obtained results in compare with force based, and direct displacement based methods show that the seismic responses such as roof displacement and base shear have reliable accuracies. Furthermore, the results indicate that in compare with force-based and displacement based design methods, the members of designed frames using the hybrid method are economical*

Key Words Performance-Based Design, Steel Frames, Ductility, Hybrid, Eccentrically Braced Frame.

---

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۷/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۷/۱٤ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموختهٔ کارشناس ارشد سازه، دانشگاه ملایر.

(۲) نویسندهٔ مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر.

Email: jalal.akbari@gmail.com

مقدمه

طراحی براساس عملکرد، بین ویژگی‌های یک سازه که تأثیر مهمی در عملکرد سازه دارند، ارتباط برقرار می‌کند. این ویژگی‌ها شامل تعداد طبقات، سیستم مقاوم جانبی (قاب خمشی، قاب مهاربندی یا قاب کمانش‌ناپذیر)، وجود نامنظمی و غیره است. یک هدف عملکرد، مشخص‌کنندهٔ سطح عملکرد مطلوب ساختمان در هر سطحی از زلزلهٔ طراحی است که انتظار می‌رود سازه تحت زلزله با شدت مشخص به این سطوح برسد یا حداقل از آن تجاوز نکند. ضریب اهمیت در آئین‌نامه‌های کنونی تنها یک معیار کیفی برای اهداف عملکردی است و هیچ‌گونه برآورد کمی از سطوح عملکرد سازه را نشان نمی‌دهد[1]. باتوجه به نقایص موجود در روش‌های قدیمی، ضرورت طرح روشی که تا حد ممکن این عیوب را برطرف نماید، وجود دارد. طراحی ترکیبی برمبنای نیرو و تغییرمکان (Hybrid force (Displacement Based Design (HFD) به‌نوعی ترکیبی از محاسن روش طراحی لرزه‌ای برمبنای نیرو (Force (FBD) Based Design) و طراحی برمبنای جابه‌جایی ((Direct Displacement Based Design (DDBD) است. روش HFD تاکنون توسط محققان برای قاب‌های خمشی فولادی، قاب مهاربندی هم‌گرای شورون و قاب مهاربندی X مورد مطالعه قرار گرفته‌است و به نتایج مطلوبی رسیده‌است[2]. در این مقاله به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی فولادی واگرا پرداخته شده‌است و توسط روش HFD یک فرمولاسیون کلی برای شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های فولادی واگرا با درنظر گرفتن عوامل سازه ای مؤثر بر این ضرایب، ارائه شده‌است که تا حدی عیوب روش‌های قبل را برطرف می‌نماید.

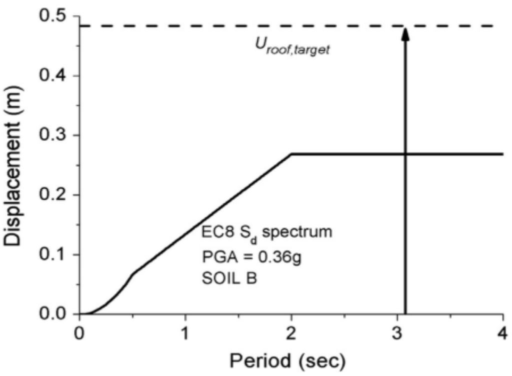
روش طراحی برمبنای نیرو (FBD)

روش قدیمی طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها، روش طراحی برمبنای نیروست. در آیین‌نامهٔ EC8 به‌صورت واضح در این روش سطح عملکرد یا وضعیت حدی یا شدت زلزله مشخص نشده‌است[3]. در واقع روش FBD یک روش تقریبی است که تنها از دو تراز عملکرد که وضعیت حد نهایی (Ultimate Limit State) و وضعیت حد خرابی (Damage Limit State) و برای دو شدت زلزله، یکی دورهٔ ٤٧٥ ساله و دیگری ۹۵ ساله است، استفاده می‌کند. نیروی زلزله الاستیک وارد بر سازه ابتدا از طریق طیف‌های طراحی شتاب محاسبه می‌شوند و در آخر کار این نیروها بر ضریب رفتار تقسیم می‌شوند تا به‌طور تقریبی ظرفیت شکل‌پذیری سازه را نشان دهند. سپس نیروهای کاهش‌یافته در ارتفاع سازه توزیع می‌شوند و تحلیل الاستیک انجام می‌گیرد تا پاسخ سازه به‌دست آید[4]. براساس تحقیقات کاراواسیلیس و همکاران [6-5]، روش FBD معمولاً جابه‌جایی‌های غیرالاستیک را بیشتر از مقدار واقعی تخمین می‌زند. هم‌چنین این روش پروفیل حداکثر جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای را ثابت درنظر می‌گیرد که در واقعیت نادرست است.

روش طراحی برمبنای جابه‌جایی (DDBD)

روش طراحی لرزه‌ای برمبنای جابه‌جایی، جابه‌جایی را به‌عنوان پارامتر اصلی مسئله درنظر می‌گیرد و بدین‌وسیله طراح قادر است خرابی لرزه‌ای را بهتر کنترل کند [7]. از اوایل دهۀ ۹۰ این روش برای رسیدن به سطح خسارت قابل قبولی از زلزله طرح شد و مورد استفاده قرار گرفت [8]. در این روش یک سطح عملکردی انتخاب می‌شود و سازه به‌گونه‌ای طراحی می‌گردد که شرایط این سطح عملکرد را ارضا کند. سطح عملکرد به جابه‌جایی‌های متناظر در سازه تبدیل می‌شود و نیروهای طراحی متناسب با این جابه‌جایی‌ها به‌دست می‌آیند. سپس با انتخاب روش تحلیل مناسب، نیروهای طراحی اعضا به‌دست می‌آیند؛ بنابراین، این روش با تحلیل شروع و به طراحی ختم می‌شود [8]. در دو دهۀ گذشته محققان زیادی روش‌هایی برای طراحی

برمبنای تغییرمکان ارائه داده‌اند که از مهم‌ترین آنها روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان است که توسط پریستلی معرفی و توسعه داده شده‌است[9]. ایراد اصلی روش DDBD این است که سازهٔ واقعی با یک سیستم یک درجه آزادی جایگزین شده‌است که نشانگر کاهش دقت این روش است. هم‌چنین در برخی از حالات، طیف جابه‌جایی برای ارزیابی پریود مؤثر سیستم یک درجه آزادی سازگار نیست. به‌عنوان مثال در شکل (۱) که مربوط به طیف جابه‌جایی برای یک قاب خمشی فولادی دوبعدی که دارای ٦ طبقه و ۳ دهانه است، پریود مؤثر برای جابه‌جایی حداکثر بام حاصل نمی‌شود، بنابراین روش DDBD قادر به طراحی این قاب نیست[9].



شکل ۱ نمودار جابه‌جایی در برابر زمان تناوب برای قاب ٦ طبقه [9]

روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی برمبنای نیرو و تغییرمکان (HFD)

در این مقاله روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی برمبنای نیرو و تغییرمکان برای قاب‌های فلزی با مهاربندی واگرا ارائه شده‌است. روش ترکیبی (HFD) در واقع براساس محاسن روش‌های طراحی برمبنای نیرو و تغییرمکان ارائه شده‌است. فایدهٔ اصلی این روش این است که عملکرد هدف موردنظر برای بیشتر از یک زمین‌لرزه به‌دست می‌آید. در گام اول روش HFD، ضریب جابه‌جایی نسبی داخل طبقه (Inter storey Drift Ratio (IDR)) و شکل‌پذیری به جابه‌جایی بام تبدیل می‌شوند و سپس ضریب رفتار متناظر با جابه‌جایی بام محاسبه می‌شود و درنهایت با ضریب رفتار جدید، سازه بازطراحی می‌شود [2].

گام‌های روش HFD

گام‌های اساسی روش HFD به‌صورت زیر است:

۱. معرفی خصوصیات اولیهٔ سازه شامل: نوع قاب، تعداد طبقه (n_s)، تعداد دهانه (n_b)، عرض دهانه و ارتفاع طبقات.

۲. معرفی سطح عملکرد: به‌عنوان مثال استفادهٔ بی‌وقفه (IO) تحت وقوع زلزلهٔ مکرر (FOE)، ایمنی جانبی (LS) تحت زلزلهٔ طرح (DBE) و یا جلوگیری از فروریزش (CP) تحت حداکثر زلزلهٔ محتمل (MCE).

۳. تعریف پارامترهای ورودی (سطوح عملکرد): معیار عملکرد شامل تعریف مقدار مجاز حداکثر جابه‌جایی نسبی داخل طبقه (IDR_{max}) و حداکثر شکل‌پذیری محلی.

٤. تخمین متغیرهای ورودی (جابه‌جایی تسلیم بام و مشخصات مکانیکی): پریود اصلی ارتعاش (T)، لاغری مهاربند (λ) و ضریب a (سهم ستون‌ها نسبت به اعضای قطری در سختی طبقه) به‌صورت رابطهٔ (۱) محاسبه می‌شوند:

$$\begin{cases} \lambda = \dfrac{l}{\pi r}\sqrt{\dfrac{F_y}{E}} \\ a = \dfrac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2\theta} \end{cases} \quad (۱)$$

در رابطهٔ (۱)، l طول کمانش (برحسب cm)، r شعاع ژیراسیون (برحسب cm)، n_c، n_d تعداد ستون‌ها و اعضای قطری در طبقه، A_d سطح مقطع مهاربند (برحسب cm^2) و L_d طول مهاربند (برحسب cm)، I_d ممان اینرسی ستون (برحسب cm^4)، h ارتفاع طبقه (برحسب cm)، θ زاویهٔ بین مهاربند و تیر است و نیز

ضریب سختی تیر نسبت به ستون به‌صورت $\rho = \frac{\Sigma(\frac{I}{L})_{Beam}}{\Sigma(\frac{I}{L})_{Column}}$ است.

۵. در گام بعدی معیارهای عملکردی IDR و μ به تغییر مکان بام هدف تبدیل می‌شود. این تبدیل از طریق رابطهٔ (۲) صورت می‌پذیرد.

$$u_{r\,max}(IDR) = \beta . IDR_{max} . H \qquad (۲)$$

در رابطهٔ (۲)، H ارتفاع کل سازه برحسب متر و β ضریبی وابسته به خصوصیات سازه است و برای قاب‌های مهاربندی همگرا به‌صورت رابطهٔ (۳) محاسبه می‌شود.

$$\beta = 1 - 0.12(n_s - 1)^{0.31} . \lambda^{-0.11} . \alpha^{-0.21} . (T)^{0.14} \qquad (۳)$$

تبدیل ضریب شکل‌پذیری به جابه‌جایی هدف بام به‌صورت $u_{r_{max}}(\mu) = \mu . u_{ry}$ است. در این رابطه، μ شکل‌پذیری بام است که متناظر است با شکل‌پذیری محلی و برای قاب مهاربند همگرا [5] از رابطهٔ (٤) به‌دست می‌آید.

$$\mu = 1 + 1.51(\mu_{cb} - 1)^{0.73} . {n_s}^{-0.18} . \lambda^{0.9} . (T)^{0.28} \qquad (٤)$$

شکل‌پذیری μ_{cb} همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده‌است، در واقع نسبت شکل‌پذیری تیر پیوند در ناحیهٔ پلاستیک (BC) به ناحیهٔ الاستیک (AB) است. براساس FEMA356 [10] برای تیرهای پیوند خمشی مقدار شکل‌پذیری محلی مانند تیر قاب‌های خمشی برابر با ۹ (برای سطح عملکرد CP) درنظر گرفته می‌شود؛ بنابراین برای تمامی قاب‌ها در این پژوهش مقدار شکل‌پذیری محلی مقدار ثابت ۹ درنظر گرفته شده‌است. طبق رابطهٔ (۵) تغییرمکان هدف بام ($u_{r_{max}}(d)$) نیز کمترین مقدار بین $u_{r_{max}}(IDR)$ و $u_{r_{max}}(\mu)$ است.

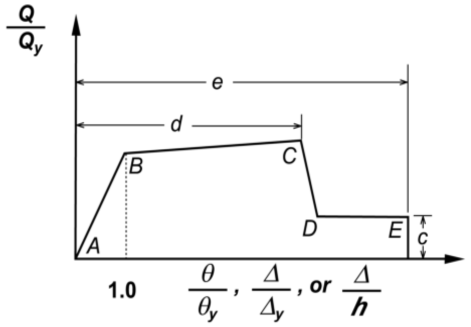
$$u_{r_{max}}(d) = \min[u_{r_{max}}(IDR), u_{r_{max}}(\mu)] \qquad (۵)$$

در گام بعد نوبت به محاسبهٔ ضریب رفتار می‌رسد، به همین منظور مقدار شکل‌پذیری طراحی براساس رابطهٔ (٦) محاسبه می‌شود.

$$\mu_d = \frac{u_{r_{max}}(d)}{u_{ry}} \qquad (٦)$$

سپس ضریب رفتار موردنیاز برای سیستم همگرا از رابطهٔ (۷) محاسبه می‌شود.

$$R = 1 + 0.86(\mu_d - 1)^{0.62} . {n_s}^{0.34} . \lambda^{0.7} . \alpha^{-0.1} . (T)^{0.24} \qquad (۷)$$



شکل ۲ شکل‌پذیری محلی [10]

با ضریب رفتار جدید قاب بازطراحی می‌شود و پارامترهای سازه‌ای مجدداً محاسبه می‌شوند. این سعی و خطا تا جایی ادامه می‌یابد که دیگر مقاطع تحت ضریب رفتار جدید تغییری نکنند. کاراواسیلیس و همکاران [2] با تحلیل روی داده‌های مختلف با درنظر گرفتن اثر پارامترهای سازه‌ای روی قاب، رابطه‌ای بین ضریب رفتار (R) و شکل‌پذیری (μ) و ضریب β که نسبت بین حداکثر جابه‌جایی طبقه و حداکثر جابه‌جایی نسبی درون‌طبقه‌ای است، برای قاب‌های مختلف فولادی ازجمله قاب خمشی فولادی، قاب مهاربندی ضربدری و قاب مهاربندی شورون ارائه داده‌اند. این روابط براساس تحلیل رگرسیون غیرخطی ارائه شده‌است. نتایج حاصل از مطالعات کاراواسیلیس و همکاران برای قاب مهاربندی ضربدری به‌صورت رابطهٔ (۸) است [5-6]:

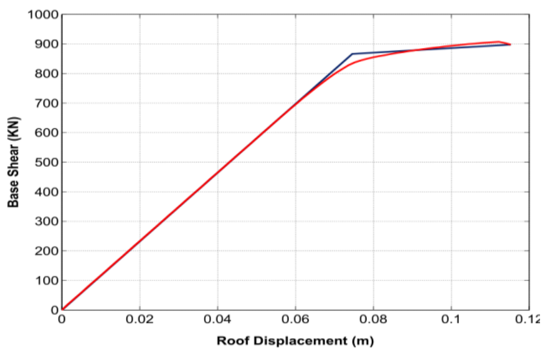
$$\begin{cases} R = 1 + 0.86(\mu - 1)^{062} \cdot {n_s}^{0.34} \cdot \lambda^{0.4} \cdot a^{-0.1} \cdot T^{0.24} \\ \beta = 1 - 0..12(n_s - 1)^{0.31} \cdot \lambda^{-0.11} \cdot a^{-0.21} \cdot T^{0.14} \\ \mu = 1 + 1.51(\mu_{cb} - 1)^{0.73} \cdot {n_s}^{-018} \cdot \lambda^{1.9} \cdot T^{0.28} \end{cases} \qquad (۸)$$

کاراواسیلیس و همکاران [4] سه روش طراحی FBD، DDBD و HFD را مورد مقایسه قرار داده‌است. در این مطالعه سه نوع قاب خمشی درنظر گرفته شده‌است،

قاب I دارای ۳ طبقه و ۲ دهانه، قاب II دارای ٦ طبقه و ۳ دهانه و قاب III هم دارای ۹ طبقه و ٤ دهانه است. با مقایسه نتایج به‌دست آمده، بازس این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که روش HFD در تخمین u_{rmax} و IDR_{max} دقت بیشتری دارد و نسبت به روش‌های دیگر اقتصادی‌تر است.

روش HFD برای قاب‌های فولادی واگرا

به‌منظور توسعهٔ فرمولاسیون ذکرشده، برای قاب‌های مهاربندی واگرا، مجموعه‌ای از ٦۰ مدل قاب دوبعدی واگرا مورد تحلیل و طراحی قرار گرفته‌است. در این مدل‌ها سعی شده‌است با تنوع دادن در ضریب زلزله، تعداد طبقات، تعداد دهانه‌ها، عرض دهانه‌ها، نوع مهاربند و محل قرارگیری مهاربندها، اکثر عوامل مؤثر در ضریب رفتار درنظر گرفته شود. این قاب‌ها در ٤، ٦، ۸، ۹ و ۱۲ طبقه در محیط نرم‌افزار ETABS [11] ایجادشده‌اند. عرض دهانه‌ها ٤ و ٦ متر است و تعداد دهانه‌ها ۳، ٤، ٥ و ۷ است. مهاربندهای واگرا از دو نوع دوبل و تک می‌باشند. خاک محل ساختمان از نوع II، خطر زلزله از نوع شدید، ساختمان شامل گروه ساختمان‌های بااهمیت متوسط و با ضریب رفتار ۷ است. به‌منظور تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نرم‌افزار المان‌محدود SEISMOSTRUCT [12] مورد استفاده قرار گرفته‌است. با تحلیل بار افزون مدل‌ها، منحنی ظرفیت که نشان‌دهندهٔ برش پایه برحسب تغییرمکان است، حاصل می‌شود. به‌کمک برنامهٔ نوشته‌شده در محیط MATLAB [13]، منحنی ظرفیت دوخطی برای هر مدل به‌طور مجزا به‌دست آمده‌است. شکل (۳) نمودار دوخطی مدل ٦ طبقه با ۳ دهانه و عرض دهانهٔ ٦ متر است. برای مدل شکل (۳)، زمان تناوب برابر با ۰/٥۷ ثانیه، ضریب شکل‌پذیری ۱/٤۷ و ضریب رفتار ۷/٦ است.



شکل ۳ منحنی دوخطی ظرفیت برای مدل ٦ طبقه

نتایج تحلیل بار افزون

توسط نمودارهای دوخطی، حداکثر جابه‌جایی بام و جابه‌جایی تسلیم به‌صورت جدول (۱) برای برخی از مدل‌ها ارائه شده است. در جدول (۱)، V_u و V_y به‌ترتیب برش نهایی و برش تسلیم می‌باشند و u_{rmax} و u_{ry} جابه‌جایی‌های متناظر با این نیروها می‌باشند. هم‌چنین، در نام‌گذاری مدل‌ها عدد جلوی F تعداد طبقه، عدد جلوی S تعداد دهانه، عدد جلوی W عرض دهانه و حروف D و I به‌ترتیب نشان‌دهندهٔ دوبل بودن و تک بودن مهاربندهای واگرا است.

جدول ۱ نتایج حاصل از نرم‌افزار MATLAB

مدل‌ها	V_u(KN)	V_y(KN)	u_{rmax}(m)	u_{ry}(m)
F6S3W4D	۷۰۰	٦۲۰	۰/۲۳	۰/۱۳
F9S3W4D	۷۹۰	٦٥٥	۰/۲۸	۰/۱٦
F8S5W4D	۹٥۰	۸٤۰	۰/۲۷	۰/۱٥
F12S5W4D	۱۱۲۰	۱۰۹۰	۰/٥٦	۰/۳۰
F4S4W4I	٦۰۰	٤۳۰	۰/۰۸	۰/۰٤
F9S4W4I	۹۸۰	۹۲٥	۰/٤۰	۰/۱۸
F6S7W4I	۱٤٥٥	۱۳۰۰	۰/۱٦	۰/۱
F12S7W4I	۲۰٤۰	۱۹۸۰	۰/٥٥	۰/۳
F6S3W6D	۹۳۰	۸٦٥	۰/۱۱	۰/۰۷
F9S3W6D	۱۳۱۰	۱۲۸٥	۰/۲۷	۰/۱٤
F8S5W6D	۱۷٦٥	۱٦٦۰	۰/۲۸	۰/۱۳
F12S5W6D	۲۲٥٦	۲۰۱۰	۰/٥۰	۰/۲۰

رگرسیون غیرخطی چندمتغیره

فرم کلی رابطهٔ هدف برای ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری به‌صورت رابطهٔ (۹) درنظر گرفته شده‌است:

$$Y = X_1^{\alpha}.X_2^{\beta}.X_3^{\gamma}.X_4^{\lambda}..X_n^{\lambda} \quad (۹)$$

به‌منظور حل رگرسیون چندمتغیرهٔ غیرخطی، از روابط جبری [14] استفاده می‌شود. در روش جبری برای هر متغیر رگرسور X_i، n دستگاه معادلات باید تشکیل شود. شکل کلی مدل رگرسیون ماتریسی به‌صورت روابط (۱۰) و (۱۱) است:

$$Y = X.b + \varepsilon \quad (۱۰)$$

$$\begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ Y_3 \\ . \\ . \\ . \\ Y_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ . \\ . \\ . \\ 1 \end{bmatrix} . \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} & \dots & X_{m1} \\ X_{12} & X_{22} & \dots & X_{m2} \\ X_{13} & X_{23} & \dots & X_{m3} \\ . & . & \dots & . \\ . & . & \dots & . \\ X_{1n} & X_{2n} & \dots & X_{mn} \end{bmatrix} . \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ . \\ . \\ . \\ b_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ . \\ . \\ . \\ \varepsilon_n \end{bmatrix} \quad (۱۱)$$

Y یک بردار به بزرگی $(n \times 1)$ است. X یک ماتریس $(m \times n)$ است که در آن X_{ij} ، i امین متغیر رگرسور در jامین دستگاه معادلات است. بردار b با اندازهٔ $(m \times 1)$ شامل ضرایب ماتریس است که جزء مجهولات است. ε نیز برداری به‌اندازهٔ $(n \times 1)$ است که خطای باقی‌مانده است. بردار مجهول معادلهٔ رگرسیون درنهایت براساس روش حداقل مربعات به‌صورت رابطهٔ (۱۲) به‌دست می‌آید.

$$b = [X^t.X]^{-1}.[X^t.Y] \quad (۱۲)$$

رابطهٔ (۱۲) یک رابطهٔ شناخته‌شده برای به‌دست آوردن ضرایب مدل رگرسیون غیرخطی چندمتغیره است.

محاسبهٔ ضرایب موردنیاز برای رگرسیون

پیش از به‌دست آوردن ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری، ضرایب اصلی در روش HFD بایستی محاسبه شوند. این ضرایب اصلی و شرح آنها در جدول (۲) نشان داده شده‌است.

برای تمامی ٦۰ مدل بیش از ۲۰ پارامتر سازه‌ای (ازجمله پارامترهای جدول ۲) در نرم‌افزار EXCEL به‌صورت بانک اطلاعاتی محاسبه و گردآوری شده‌است. به‌صورت نمونه مقادیر پارامترهای اصلی برای چند مدل انتخابی در جدول (۳) آورده شده‌است. با انجام محاسبات موردنیاز مربوط به روش حداقل مربعات، این بانک اطلاعاتی به نرم‌افزار MATLAB برای تحلیل رگرسیون غیرخطی چندمتغیره معرفی شده‌است. فرم غیرخطی روابط رگرسیون نشان از دقیق‌تر بودن آنها برای تخمین ضرایب است. هم‌چنین این روابط غیرخطی با مثال‌های دیگری مورد کنترل قرار گرفته‌است که نتایج قابل قبولی را به‌دنبال داشته‌است.

جدول ۲ پارامترهای اصلی روش HFD

نسبت سختی ستون‌ها به مهاربندها در طبقهٔ میانی	$a = {n_c \cdot I_c \cdot l_d}/{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2\theta}$
نسبت ممان اینرسی به طول تیرها نسبت به ستون‌ها	$\rho = {\sum(\frac{I}{L})_{Beam}}/{\sum(\frac{I}{L})_{Column}}$
نسبت حداکثر جابه‌جایی بام به حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه	$\beta = {u_{rmax}}/{H \cdot IDR_{max}}$
ضریب لاغری مهاربندها در طبقهٔ میانی	$\lambda = \frac{l}{\pi r}\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
ضریب شکل‌پذیری محلی	$\mu_{cb} = 0.75(2.4 + 8.3\lambda)$

جدول ۳ مقادیر پارامترهای سازه‌ای برای مدل‌های نمونه

مدل‌ها	a	ρ	μ	μ_{cb}	β	R
F6S3W4D	۰/۰۰۲	۰/٦٤	۱/۷۳	۹/٤۳	۰/۹٤	٥/۳
F9S3W4D	۰/۰۰۲	۰/۲٥	۱/۸	۸/٦۳	۰/۸٥	٦/٤
F8S5W4D	۰/۰۰۳	۰/۲۲	۱/۷٤	۸/٦۳	۰/۸٦	٥/٤
F12S5W4D	۰/۰۰٦	۰/۱۲	۱/۸۳	۸/۲	۰/۷٤	٦/۲
F4S4W4I	۰/۰۰۱	۰/۱۱	۱/۷٥	۹/٦٥	۱/۰٤	٦/۱
F9S4W4I	۰/۰۱۹	۰/۰۷	۲/۲۲	۹/۷۳	۰/۸	۷/٥
F6S7W4I	۰/۰۰۲	۰/۰۹	۱/٦۳	۹/۷۳	۰/۸٥	٥/٥
F12S7W4I	۰/۰٤۱	۰/۰۳	۱/۸۳	۱۰/۱۲	۰/۷۳	٦/٦
F6S3W6D	۰/۰۰۲	۰/۳٦	۱/٤۷	۹/٤٤	۱/۱۸	۷/٦
F9S3W6D	۰/۰۰۳	۰/۲	۱/۹۳	۹/٦٤	۰/۹۸	۹/٤
F8S5W6D	۰/۰۰۲	۰/۳۲	۲/۱۲	۹/۸٥	۰/۸۹	۷/٥
F12S5W6D	۰/۰۰۳	۰/۱۲	۲/٥	۹/۱٥	۰/۸٤	۸/٤
F4S4W6I	۰/۰۱۲	۰/۱۳	۱/۷٥	۹/۰٥	۱/۲۲	٦/۰

نتایج تحلیل رگرسیون مدل‌ها به‌صورت رابطهٔ (۱۳) است.

$$\mu = 1 + (\mu_{cb} - 1)^{-0.045} \cdot n_s^{-0.120} \cdot \lambda^{1.881} \cdot a^{-0.084} \cdot \rho^{-0.190} \cdot T^{0.370}$$

$$R = 1 + (\mu_d - 1)^{0.055} \cdot n_s^{-0.005} \cdot \lambda^{1.630} \cdot a^{-0.183} \cdot \rho^{-0.250} \cdot T^{0.020} \qquad (۱۳)$$

$$\beta = 1.5 - (n_s - 1)^{0.040} \cdot \lambda^{3.480} \cdot a^{0.040} \cdot \rho^{0.390} \cdot T^{1.820}$$

محاسبهٔ ضرایب رفتار و شکل‌پذیری

باتوجه به رابطهٔ (۱۳) که از تحلیل رگرسیون غیرخطی حاصل شده‌است و با انجام گام‌به‌گام محاسبات روش HFD، محاسبهٔ ضرایب شکل‌پذیری و رفتار میسر می‌شود. در جدول (٤) برای چند مدل، این ضرایب محاسبه شده‌است. در جدول (٤) μ_{HFD} و R_{HFD} نشان‌دهندهٔ شکل‌پذیری و ضریب رفتار روش HFD می‌باشند.

جدول ٤ مقادیر ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری در روش HFD

مدل‌ها	n_F	n_S	μ	T(s)	μ_{HFD}	R_{HFD}
F6S3W4D	٦	۳	۱/۷	۰/۳۱	۱/۸	٤/۸
F9S3W4D	۹	۳	۱/۸	۰/۹٦	۱/۹	٥/۹
F8S5W4D	۸	٥	۱/۷	۰/۹٦	۱/۸	٥/۸
F12S5W4D	۱۲	٥	۱/۸	۱/۳	۲	٦/٤
F4S4W4I	٤	٤	۱/۸	۰/٤٥	۱/۸	٦/٥
F9S4W4I	۹	٤	۲/۲	۰/۹۳	۲/۱	۷/۰
F6S7W4I	٦	۷	۱/٦	۰/٦	۱/۷	۷/۹
F12S7W4I	۱۲	۷	۱/۸	۱/۲٦	۱/۸	۹/۱
F6S3W6D	٦	۳	۱/٥	۰/٥۷	۱/٥	٦/۲
F9S3W6D	۹	۳	۱/۹	۰/۸	۱/۹	۷/۰
F8S5W6D	۸	٥	۲/۱	۰/۷٦	۲	۷/۱
F12S5W6D	۱۲	٥	۲/٥	۱/۱٦	۲/٤	۷/٤
F4S4W6I	٤	٤	۱/۷	۰/٤۷	۱/۸	٤/۸

تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی

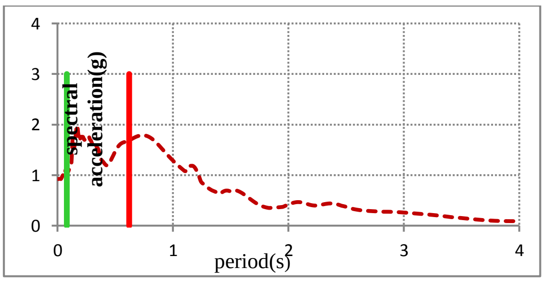
برای مقایسهٔ روش FBD و HFD، دو مدل ۸ طبقه و ٤ طبقه با هر دو روش طراحی شده‌است. به‌منظور کنترل نتایج حاصل از دو روش مذکور، از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی استفاده شده‌است.

به‌منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی از هفت رکورد زلزله که مربوط به رخدادهای کالیفرنیا است، همان‌گونه که در جدول (٥) آمده‌است، استفاده شده‌است.

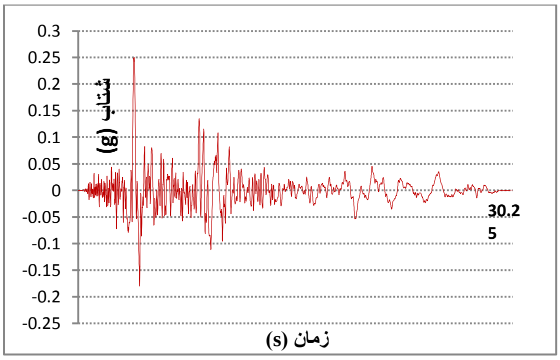
جدول ٥ رکوردهای زلزله به‌همراه ضرایب مقیاس

ضریب مقیاس	PGA	عنوان رکوردها
۱/٤۲	۰/٤٥	Lomaprieta-bran
۳	۰/۲۰	Lomaprieta-hall
۲/۹۰	۰/۲۱	Lomaprieta-gillroy
۳	۰/۲٥	Northridge-hollywood
۲/۱۰	۰/٤٥	Northridge-sunvalley
۱/۳٦	۰/٥٦	Northridge-new hall
۱/۹٥	۰/٥	Northridge-ladam

به‌منظور کنترل نتایج، از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی استفاده شده است. بر اساس روش مقیاس کردن آیین‌نامه ASCE-7 [15] میانگین طیف شتاب‌ها با میرایی ٥٪ در بازه ۰/۲T تا ۱/٥T نباید کمتر از طیف طراحی منطقه باشد. پارامتر T زمان تناوب طبیعی سازه می‌باشد. در اشکال ٤ و ٥ طیف شتاب زلزله نورث ریج و تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت آن نشان داده شده است.



شکل ٤ طیف شتاب زلزله نورث ریج برای میرایی ٥٪

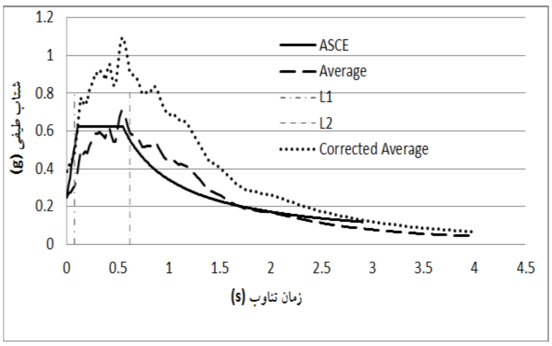


شکل ٥ شتاب‌نگاشت زلزله نورث ریج ایستگاه Sunvalley

به‌منظور ترسیم طیف شتاب هر یک از هفت رکورد زلزله از نرم‌افزار سایزموسیگنال [16] استفاده شده‌است. در شکل (٦) میانگین طیف شتاب مقیاس‌نشده و مقیاس‌شده به‌همراه طیف طرح ASCE-7 آمده‌است. لازم به ذکر است که بازهٔ مقیاس کردن طیف‌ها در شکل (٦) با خط‌چین مشخص شده‌است.

نتایج تحلیل قاب‌ها

برای ستون‌ها و مهاربندها از مقطع قوطی و برای تیرها از مقطع IPE استفاده شده‌است. خاک محل ساختمان از نوع II، خطر زلزله از نوع شدید و ساختمان شامل گروه ساختمان‌های بااهمیت متوسط است. مدل اول یک قاب ۸ طبقه و ۳ دهانه و با عرض دهانهٔ ٦ متر است.



شکل ٦ طیف طراحی ASCE به‌همراه طیف میانگین اصلاح‌شده و اصلاح‌نشده

نتایج حاصل از روش FBD برای قاب ۸ طبقـه و ۳ دهانه به‌صورت جدول (٦) است.

جدول ٦ نتایج روش FBD برای قاب ۸ طبقه

نتایج	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b
FBD	۲٥ cm	۰/۹%	۲۳۰ KN

به‌منظور طراحی قاب بـه روش HFD ابتـدا مطـابق جدول (۷) پارامترهای اولیه و ضرایب β و μ طبق رابطهٔ (۱۳) محاسبه می‌شوند.

مقدار حداکثر جابه‌جایی بام با قـرار دادن IDR_{max} برابر با ۰/۹٪ به‌صورت رابطهٔ (١٤) محاسبه می‌شود.

جدول ۷ پارامترهای اولیهٔ روش HFD برای قاب ۸ طبقه

λ	a	ρ	T	μ_{cb}	β	μ
۱/۲٤	۰/۰۰۱۹	۰/۲۱	۰/۷۳	۹/٥٥	۰/۹۷	۲/۰۳

$$u_{r_{max}}(IDR) = \beta . IDR_{max} . H = ۲۱cm \quad (١٤)$$

جابه‌جایی تسلیم بـام برابـر u_{ry} =۱۱cm و مقـدار جابه‌جایی شکل‌پذیری به‌صـورت رابطـهٔ (۱٥) محاسـبه می‌شود.

$$u_{r_{max}}(\mu) = \mu . u_{ry} = ۲۲cm \quad (۱٥)$$

بنابراین مقـدار حـداکثر جابـه‌جـایی طراحـی نیـز به‌صورت رابطهٔ (١٦) به‌دست می‌آید.

$$u_{r_{max}}(d) = \min[u_{r_{max}}(IDR),\ u_{r_{max}}(\mu)] = ۲۱cm \quad (١٦)$$

درنهایت نوبت بـه محاسبهٔ شـکل‌پـذیری تسـلیم می‌رسد کـه برابـر بـا $\mu_d = \frac{u_{r_{max}}(d)}{u_{ry}} =$ ۱/۹۱ بـه‌دسـت می‌آید. بااستفاده از رابطهٔ (۱۳) مقدار ضریب رفتار برابر با ۷/٤ به‌دست می‌آید. با این ضریب رفتار جدیـد قـاب باز طراحی می‌شود و مجدداً پارامترهای سـازه‌ای ماننـد جدول (۷) محاسبه می‌شوند. مقادیر پارامترهـای جدیـد بسیار نزدیک به پارامترهای اولیه اسـت بنـابراین مقـاطع تغییری نمی‌کنند و طراحی پایان می‌یابد. در جـدول (۸) نتایج حاصل از روش HFD آورده شده‌است.

جدول ۸ نتایج روش HFD برای قاب ۸ طبقه

نتایج	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b
HFD	۲۱ cm	۰/۹ %	۲۲۱ KN

برای مقایسه، مقادیر به‌دست‌آمـده از هـر دو روش FBD و HFD بـرای قـاب ۸ طبقـه در جـدول (۹) ارائـه شده‌است.

جدول ۹ مقایسهٔ دو روش HFD و FBD برای قاب ۸ طبقه

پارامترها	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b(kN)
روش FBD	۲٥ cm	۰/۸%	۲۳۰
روش HFD	۲۱ cm	۰/۸%	۲۲۱
تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی	۱۹ cm	۰/۸%	۲۲۳

نتایج جدول (۹) نشـان مـی‌دهـد کـه روش FBD جابه‌جایی بام را به‌صورت بالادستی تخمـین مـی‌زنـد و باتوجه بـه نزدیـک‌بـودن نتـایج روش HFD بـه تحلیـل غیرخطی، ایـن روش مقـاطع و بـرش پایـه را بـا دقـت بهتری تخمین می‌زند. مدل دوم مربوط به قـاب ٤ طبقـه و ٤ دهانه و با عرض دهانه ٤ متر است. نتایج حاصل از روش FBD به‌صورت جدول (۱۰) است.

جدول ۱۰ نتایج روش FBD برای قاب ٤ طبقه

نتایج	u_{rmax}	IDR_{max}	V_b
FBD	۱۰cm	۰/٦%	۸۲kN

بـه‌منظـور طراحـی قـاب ٤ طبقـه بـه روش HFD، مطابق جدول (۱۱) پارامترهـای اولیـه و ضـرایب β و μ محاسبه می‌شوند.

جدول ۱۱ پارامترهای اولیهٔ روش HFD برای قاب ٤ طبقه

μ	β	μ_{cb}	T	ρ	a	λ
۱/٦۸	۱/۲۰	۹	۰/٤۱	۰/۸۵	۰/۰۰۱۱	۱/۲۳

با طی روندی مشابه مثال قبل، مقدار حداکثر جابه‌جایی هدف بام برابر با ۹cm به‌دست می‌آید و با قرار دادن جابه‌جایی تسلیم بام برابر با مقدار u_{ry} =٤cm، مقدار جابه‌جایی شکل‌پذیری $u_{r_{max}}(\mu)$ =۷cm حاصل می‌شود. بنابراین، مقدار حداکثر جابه‌جایی طراحی برابر ۷cm و درنهایت شکل‌پذیری تسلیم برابر با μ_d =۱/٦۸ به‌دست می‌آید. بااستفاده از رابطهٔ ۱۳ مقدار ضریب رفتار برابر با ٥/٦ به‌دست می‌آید. با این ضریب رفتار جدید قاب بازطراحی می‌شود و چون مقادیر پارامترهای جدید بسیار نزدیک به پارامترهای اولیه است، طراحی پایان می‌یابد. نتایج حاصل از روش HFD در جدول (۱۲) آورده شده‌است.

جدول ۱۲ نتایج روش HFD برای قاب ٤ طبقه

V_b	IDR_{max}	u_{rmax}	نتایج HFD
۹۰kN	۰/٦%	۹cm	

برای مقایسه، مقادیر به‌دست‌آمده از هر دو روش FBD و HFD برای قاب ٤ طبقه در جدول (۱۳) ارائه شده‌است.

جدول ۱۳ مقایسهٔ دو روش HFD و FBD برای قاب ٤ طبقه

V_b(kN)	IDR_{max}(%)	u_{rmax}(cm)	پارامترها
۸۲	۰/٦	۱۰	روش FBD
۹۰	۰/٦	۹	روش HFD
۸۷	۰/٦	۸/٥	تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی

طبق جدول (۱۳) برای مدل ٤ طبقه، مقاطع حاصل از روش HFD بزرگ‌تر از روش FBD به‌دست می‌آید لیکن مانند مثال قبل روش FBD جابه‌جایی حداکثر بام را به‌صورت دست بالا تخمین می‌زند و باتوجه به نتایج تحلیل غیرخطی، نتایج روش HFD به واقعیت نزدیک‌تر است.

نتیجه‌گیری

متغیر بودن ضرایب رفتار و شکل‌پذیری به‌دست‌آمده از روش HFD نشان می‌دهد که این ضرایب نمی‌توانند برای یک سیستم مقاوم جانبی، ثابت درنظر گرفته‌شوند و قطعاً پارامترهای بسیاری در تخمین آن مؤثر هستند. روش HFD تأثیر پارامترهای سازه‌ای مانند نوع سیستم مقاوم جانبی، تعداد طبقه، تعداد و عرض دهانه، منطقهٔ لرزه‌خیزی، نوع خاک، لاغری مهاربندها، ممان اینرسی ستون‌ها و غیره را در برآورد ضرایب رفتار و شکل‌پذیری درنظر می‌گیرد که باعث می‌شود نتایج به واقعیت نزدیک‌تر باشند؛ بنابراین مقادیر حاصل از این تحقیق نسبت به روش‌های قبل منطقی‌تر و دارای پایهٔ محاسباتی است و منجر به نتایج بهتری می‌شود. معیارهای جابه‌جایی نسبی و شکل‌پذیری محلی متناظر با هر سه تراز عملکرد اصلی یعنی IO، LS و CP می‌باشند و روش HFD برای همهٔ این عملکردها طراحی را انجام می‌دهد، لیکن روش FBD تنها برای تراز عملکرد LS طراحی را انجام می‌دهد. نهایتاً این روش نسبت به روش‌های قبلی در تخمین جابه‌جایی نسبی درون طبقه و حداکثر جابه‌جایی بام، دقت بالاتری دارد.

مراجع

1. R. Tremblay, "Influence of Brace Slenderness on the Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames". Behavior of Steel Structures in Seismic Area, *Proceedings of The STESSA 2000*

Conference, Mazzolani F, Tremblay R (eds). Montreal, Canada, Rotterdam, Balkema, 527–534, (2000).

2. A.S. Tzimas, T.L. Karavasilis, N. Bazeos, D.E. Beskos., "A Hybrid Force/Displacement Seismic Design Method for Steel Building Frames"., *Engineering Structures 56*, pp. 1452–1463, (2013).
3. Eurocode 8 (EC8)., Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Stage 51 draft, EN 1998- 1, European Committee of Standardization, Brussels, (2004).
4. TL. Karavasilis, N .Bazeos, DE. Beskos, "Estimation of Seismic Drift and Ductility Demands in Plane Regular X-Braced Steel Frames". *Earthq Eng Struct Dynam*, 36(15):2273–89, (2007).
5. T. L. Karavasilis, N. Bazeos, D. Beskos, "Drift and Ductility Estimates in Regular Steel MRF Subjected to Ordinary Ground Motions", *A Design-Oriented Approach*, pp. 431-451, (2007).
6. N. Bazeos, "Comparison of Three Seismic Design Methods for Plane Steel Frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, pp. 553–562, (2009).
7. T. Sullivan, "The Current Limitation of Displacement Based Design". Master Thesis, The European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk. (ROSE School), (2002).
8. S. Leoding, M. J. Kowalsky, M. J. N. Priestley, "Displacement-Based Design Methodology Applied to R.C Building Frames". Structural Systems Research Report SSRP-980/06, Structures Division, University of California, San Diego, (1998).
9. M.J.N.Priestley, D.N. Grant and C.A.Blandon, "Direct Displacement-Based Seismic Design", European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, (Rose School) Pavia, Italy, NZSEE Conference, (2005).
10. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, D.C, Federal Emergency Management Agency, (2000).
11. ETABS, Nonlinear version 9.7.3., "Integrated Building Design Software", Computer and Structures, (2011).
12. SeismoStruct-v6.5, Seismo-Soft, S. Antoniou, Editor, Seismo-Soft Ltd, "A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures" (available online), (2013).
13. MATLAB, "The Language of Technical Computing", Version 7.6.0. The Math-works Inc.: Natick, MA, (2008).
14. J. Kiusalaas, "Numerical Methods in Engineering with MATLAB", Published in the United States of America by Cambridge University Press, New York, pp. 27-137, (2010).
15. ASCE, American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for Buildings and Other

Structures. Published by American Society of Civil Engineers 1801 Alexander Bell DriveReston, Virginia, (2010).

16. SeismoSignal-v6.3.0, SeismoSoft, S. Antoniou, Editor, SeismoSoft Ltd. "Strong-motion data processor", (2011).